



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
FIRENZE

FLORE

Repository istituzionale dell'Università degli Studi di Firenze

Verifiche di vulnerabilità sismica di edifici industriali esistenti: influenza delle scelte di analisi e modellazione

Questa è la Versione finale referata (Post print/Accepted manuscript) della seguente pubblicazione:

Original Citation:

Verifiche di vulnerabilità sismica di edifici industriali esistenti: influenza delle scelte di analisi e modellazione / Borghini, Andrea; Ciavattone, Alberto; Monte, Emanuele Del; Ghinelli, Alessandro; Santini, Ambra; Vignoli, Andrea. - ELETTRONICO. - (2015), pp. 0-0. (XVI CONVEGNO ANIDIS - L'INGEGNERIA SISMICA IN ITALIA L'AQUILA 14-16/09/2015).

Availability:

The webpage <https://hdl.handle.net/2158/1006362> of the repository was last updated on 2015-11-19T15:59:23Z

Publisher:

RiSTAMPA - EDIZIONI

Terms of use:

Open Access

La pubblicazione è resa disponibile sotto le norme e i termini della licenza di deposito, secondo quanto stabilito dalla Policy per l'accesso aperto dell'Università degli Studi di Firenze (<https://www.sba.unifi.it/upload/policy-oa-2016-1.pdf>)

Publisher copyright claim:

La data sopra indicata si riferisce all'ultimo aggiornamento della scheda del Repository FloRe - The above-mentioned date refers to the last update of the record in the Institutional Repository FloRe

(Article begins on next page)

Verifiche di vulnerabilità sismica di edifici industriali esistenti: influenza delle scelte di analisi e modellazione

Andrea Borghini^a, Alberto Ciavattone^a, Emanuele Del Monte^a, Alessandro Ghinelli^a, Ambra Santini^b, Andrea Vignoli^a

^aDipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale. Via di Santa Marta, 3, 50139 - Firenze

^bIngegnere Libero Professionista

Keywords: vulnerabilità sismica, edifici industriali, indagini in situ, risposta sismica locale

ABSTRACT

Gli edifici industriali nel panorama edilizio italiano sono caratterizzati da grandi luci e frequentemente realizzati con strutture portanti in c.a. ad alto livello di prefabbricazione (ReLUI, 2008). Nella presente memoria si riportano i risultati di uno studio di vulnerabilità sismica realizzato su di un complesso di edifici ubicati in provincia di Modena, in una zona interessata dal sisma del 2012 in Emilia (Savoia et al., 2012). Queste strutture sono state progettate verso la metà degli anni '90 e quindi senza alcuna prescrizione normativa di carattere antisismico (Magliulo et al., 2008). Si descrivono tutte le fasi dello studio: il processo di conoscenza sulle strutture e sul terreno di fondazione, l'analisi di risposta sismica locale per la definizione dell'azione sismica di sito ed infine le analisi strutturali per la determinazione del livello di sicurezza sismica. In particolare su quest'ultimo aspetto verrà evidenziato come varia la risposta sismica della struttura in funzione delle scelte di modellazione strutturale (Biondi et al., 2013), (Belletti et al. 2013).

1 INTRODUZIONE

Nel presente articolo vengono illustrati i principali risultati ottenuti dal processo di verifica strutturale nei confronti delle azioni sismiche di uno stabilimento produttivo situato nella zona nord della provincia di Modena colpita dal sisma del Maggio 2012. L'edificio non ha riportato danni strutturali a seguito di tale evento, ma sono state riscontrate unicamente lesioni sulle tramezzature interne.

Il complesso risulta essere costituito da 4 separati lotti, realizzati nella seconda metà degli anni '90: in tale periodo, la zona dove è ubicato il complesso non ricadeva in zona sismica e quindi la progettazione veniva eseguita unicamente per carichi gravitazionali.

1.1 Inquadramento legislativo

A seguito dei forti eventi sismici di fine Maggio 2012 che hanno interessato buona parte dell'Emilia Romagna, viste le rilevanti tipologie di danno riscontrate sull'edilizia a carattere industriale, sono stati emanati una serie di provvedimenti legislativi, il principale dei quali risulta essere il decreto legge del 06/06/2012, n.°

74 convertito nella legge 122/2012 "*Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e 29 Maggio 2012*". Tale legge è stata concepita per disciplinare gli interventi di ricostruzione, assistenza alle popolazioni e ripresa economica nei territori sopra menzionati. In particolare, all'art. 3 - comma 10 viene espressamente richiesta la valutazione della sicurezza effettuata conformemente alla vigente normativa NTC 2008 per tutti quegli edifici che, per localizzazione geografica, ricadono fuori dalle zone delle mappe di scuotimento sismico (fornite dall'Istituto nazionale di geofisica e vulcanologia - INGV) interessate da almeno il 70% dell'accelerazione spettrale elastica richiesta dalle norme vigenti per le nuove costruzioni. Qualora il livello di sicurezza della costruzione risulti inferiore al 60% di quella richiesta per una nuova costruzione, si rende necessaria la progettazione ed esecuzione di opportuni interventi di miglioramento sismico finalizzati al raggiungimento di tale livello di sicurezza.

La presente valutazione di vulnerabilità sismica si inserisce in questo contesto: in

particolare, l'edificio risulta collocato fuori dalla mappa di scuotimento (Figura 1) e per tale motivo la Committenza ha richiesto la verifica dello stabilimento oggetto del presente articolo.

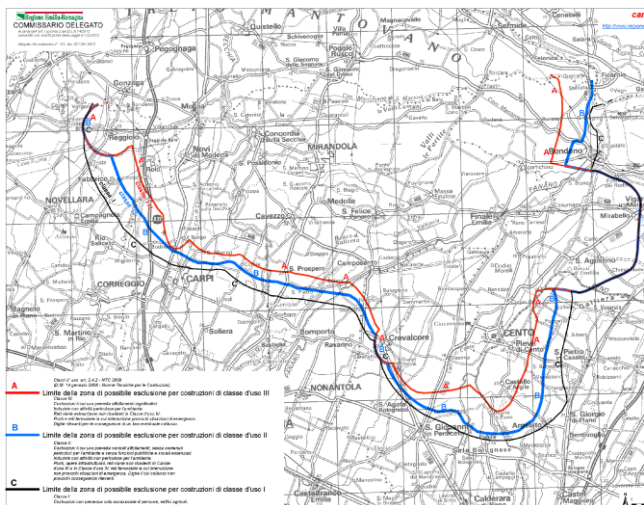


Figura 1. Estratto della mappa di scuotimento - INGV.

1.2 Descrizione generale del complesso

Il complesso è composto di un'area monopiano a destinazione industriale (270m x 60m, con altezza libera interna pari a circa 10m), e da una zona a destinazione uffici di ingombro planimetrico pari a circa 70m x 30m, altezza totale pari a 11m, articolata su tre livelli (piano terra, primo e secondo, oltre a copertura). L'oggetto è composto da 4 lotti strutturalmente indipendenti, individuati in Figura 2.

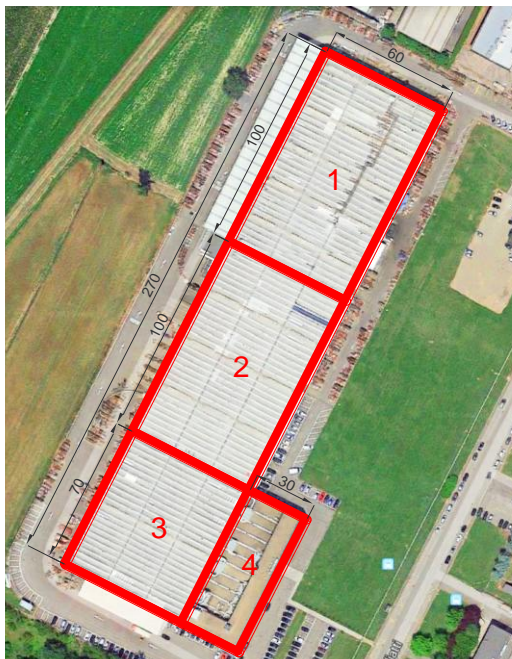


Figura 2. Vista aerea con individuazione dei lotti (fonte <https://www.google.it/maps>).

I lotti 1 e 2 presentano caratteristiche analoghe: hanno ingombri planimetrici pari a 100m x 60m, monopiano con altezza libera

interna pari a circa 10m, salvo una limitata porzione sopportata nel lotto 1.



Figura 3. Vista lotto 1 (prospetto sud-est).

Il lotto 3, strutturalmente analogo ai primi due lotti, ha dimensioni planimetriche più contenute (70m x 60m) ed è caratterizzato dalla presenza di un carroponte fissato sui pilastri della struttura.

Il lotto 4 invece ha dimensioni planimetriche pari a 30m x 70m, è caratterizzato da una porzione monopiano adiacente al lotto 3, con altezza libera interna pari a 6m circa, e da una porzione pluripiano, con forma ad "L" (piano terra, primo e secondo, oltre a copertura), avente funzione di uffici (Figura 4).



Figura 4. Vista lotto 4 con scala antincendio e lotto 3 con struttura leggera indipendente (prospetto sud-ovest).

1.3 Descrizione strutturale dei lotti

Le strutture sono di tipo prefabbricato per tutti i lotti: in particolare, gli edifici monopiano sono costituiti da pilastri prefabbricati a sezione quadrata, 50x50cm ed altezza libera di 10m, incastrati in plinti di fondazione a bicchiere (altezza pari a 115cm e ingombro planimetrico pari a 180x200cm) e caratterizzati da un restringimento in testa atto ad inserirsi nelle travi di copertura principali, aventi sezione ad "H" e luce pari a 10m. Sopra le travi sono disposti i profili alari a sezione variabile che, assieme a coppelle di tipo leggero, costituiscono la copertura dei lotti stessi (Figura 5). I profili alari hanno luce pari a 20m e interasse pari a circa 2.50m. Essi sono appoggiati sulle travi di copertura, in corrispondenza di getti di malta

cementizia appositamente preparati, e sono collegati mediante squadrette metalliche.



Figura 5. Particolare copertura lotti 1, 2 e 3.

Il lotto 4 invece è costituito da pilastri prefabbricati pluripiano, con appositi dettagli necessari per l'alloggiamento di travi anch'esse prefabbricate, aventi differenti sezioni; sopra le travi sono disposte le lastre prefabbricate di solaio. In corrispondenza degli appoggi delle travi sui pilastri sono sempre presenti spinotti metallici di fissaggio.

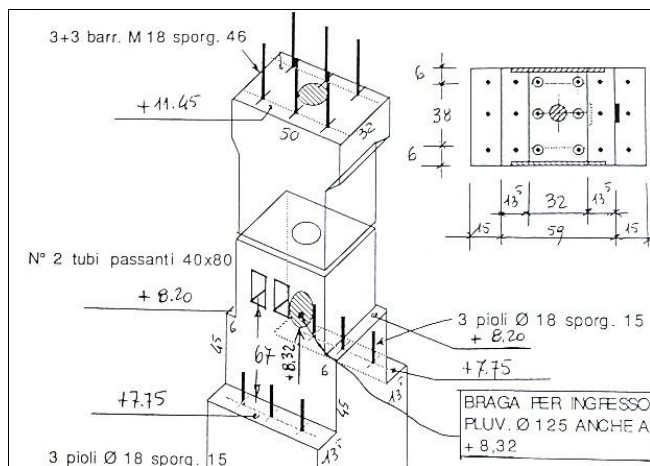


Figura 6. Particolare connessioni pilastro-trave - lotto 4.

Le travi sono predisposte con staffe parzialmente inglobate nella sezione, al fine di realizzare il getto umido della soletta sovrastante che solidarizza le lastre prefabbricate di solaio con travi e pilastri.

I primi tre lotti sono caratterizzati da tamponature esterne costituite da pannelli prefabbricati orizzontali: in particolare, tre pannelli disposti l'uno sull'altro con sistema maschio-femmina (che quindi non gravano sulla struttura in termini di peso, ma solo di massa tramite i fissaggi metallici), una fascia vetrata a nastro e un ulteriore pannello opaco di chiusura, gravante stavolta sia in termini di massa che peso sulla struttura.

Il lotto 4 invece è caratterizzato dalla presenza di pannelli orizzontali e finestre a nastro: in

questo caso, tutti i pannelli eccetto quello a terra gravano sulla struttura sia in termini di massa che di peso.



Figura 7. Particolare pannelli orizzontali esterni lotti 1, 2 e 3 e sistema di connessione (visto dall'interno).

Le divisioni interne invece sono prevalentemente realizzate con pannellature verticali di vario spessore, appoggiate a terra e fissate in testa agli elementi della copertura: tali elementi quindi incidono unicamente in termini di massa sulle strutture.

2 PROCESSO DI CONOSCENZA

La valutazione della sicurezza di un edificio esistente è strettamente collegata alla completezza e all'affidabilità delle informazioni acquisite; per questo motivo il processo di conoscenza di una struttura esistente risulta di fondamentale importanza.

Nel caso in esame, è stato intrapreso un processo di conoscenza articolato in due filoni principali:

- indagini in situ per la caratterizzazione meccanica dei materiali, le quali hanno riguardato in primis l'acquisizione di tutta la documentazione di progetto delle strutture, resa disponibile dal produttore delle strutture. È stata poi svolta una campagna di sperimentazione in situ per la realizzazione di prove distruttive e non distruttive propedeutiche alla valutazione della resistenza del calcestruzzo. Tale sperimentazione ha inoltre previsto la verifica di rispondenza del costruito con gli elaborati di progetto;
- indagini in situ per la caratterizzazione del terreno di fondazione, le quali sono state definite in funzione delle relazioni preesistenti relative alla caratterizzazione geotecnica del sito e alle verifiche effettuate per il dimensionamento e la

determinazione del sistema fondale. È stata così svolta una campagna d'indagine comprensiva di indagini in situ e in laboratorio, grazie alla quale è stato possibile definire con maggior livello di dettaglio l'entità dell'azione sismica attesa di sito attraverso l'Analisi di Risposta Sismica Locale.

2.1 Documentazione acquisita

La prima fase dell'attività ha riguardato l'acquisizione degli elaborati progettuali originali e di tutta la documentazione disponibile inerente il complesso da analizzare.

Per il caso in esame è stato possibile reperire tutta la documentazione completa di progetto esecutivo, messa a disposizione dal produttore degli edifici.

In particolare, sono state reperite tutte le relazioni di calcolo delle strutture prefabbricate del 1995, anno della progettazione di tutto il complesso industriale, le tavole esecutive complete di planimetrie strutturali, prospetti e sezioni, con indicazione sulle tipologie di connessione delle pannellature, per le quali sono presenti specifiche schede di dettaglio.

Sono state acquisite tutte le sezioni strutturali di ciascun elemento delle strutture, con indicazione della tipologia materiali, dimensioni geometriche e quantitativo di armatura (longitudinale e trasversale).

Per consentire un'adeguata indagine anche dal punto di vista geotecnico sono stati consultati i documenti prodotti in fase di progettazione relativi alle proprietà fisico-meccaniche utilizzate per la progettazione del sistema di fondazioni degli edifici.

A questa documentazione si aggiungono le relazioni di calcolo delle stesse fondazioni dove sono indicati tipologia dei materiali, dimensioni geometriche, quantitativo di armatura e localizzazione all'interno della struttura.

2.2 Sopralluoghi effettuati

Al fine di verificare la rispondenza della documentazione acquisita e con l'obiettivo di controllare lo stato dei luoghi delle strutture oggetto di analisi, sono stati svolti una serie di sopralluoghi, in concomitanza con le indagini sia a carattere geotecnico che strutturale.

Dall'ispezione dei luoghi interni è stato possibile osservare le strutture direttamente a vista, oltre a rilevare la presenza di una pavimentazione industriale in buono stato di conservazione, la quale ragionevolmente fornisce

un vincolo alle basi dei pilastri ed impedisce così i movimenti relativi tra gli stessi.

Oltre all'ispezione dei luoghi interni, dai quali è stato possibile osservare le strutture, è stato realizzato uno specifico sopralluogo per la copertura delle strutture: è stato possibile raggiungere ed ispezionare le connessioni delle tamponature oltre a quelle delle travi alari con le travi di copertura ad "H".



Figura 8. Vista della copertura - zona industriale.

In generale è emersa una piena corrispondenza con gli elaborati di progetto; le connessioni non risultano aver subito deformazioni o movimenti significativi.



Figura 9. Particolari connessione pannello verticale alla struttura (sinistra) e connessione trave alare - trave di bordo (destra).

2.3 Indagini in situ per la caratterizzazione meccanica dei materiali

Seguendo le indicazioni contenute nella Circ. Min. 617/2009 circa la numerosità delle prove da eseguire per il conseguimento di un determinato livello di conoscenza, e considerando la ripetitività delle geometrie strutturali, oltre alla particolare tipologia di struttura considerata (caratterizzata da interassi pilastri ben superiori a quelle di strutture a destinazione ordinaria), è stato predisposto un piano indagini per il raggiungimento del livello di conoscenza accurato, LC3, caratterizzato da un fattore di

confidenza $FC=1.0$. In particolare sono stati previsti:

- 41 prove non distruttive di tipo SONREB (sclerometro ed ultrasuoni);
- estrazione di 14 carote di calcestruzzo per esecuzione di prove distruttive in laboratorio.

Le prove sono state svolte dal Laboratorio Prove Strutture e Materiali del Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale dell'Università degli Studi di Firenze.

Per entrambe le prove è necessaria una fase preliminare di individuazione delle armature metalliche presenti, sia longitudinali che trasversali, in modo da evitare l'esecuzione della prova in corrispondenza di una barra metallica e falsare i risultati ottenuti. Tale fase ha permesso una ulteriore verifica di corrispondenza delle strutture col progetto esecutivo.

Per l'individuazione delle armature metalliche è stato utilizzato un pacometro FERROSCAN PS200, che restituisce la scansione digitale di un pannello 600x600mm con individuazione e quantità di armatura presente nell'elemento strutturale indagato.

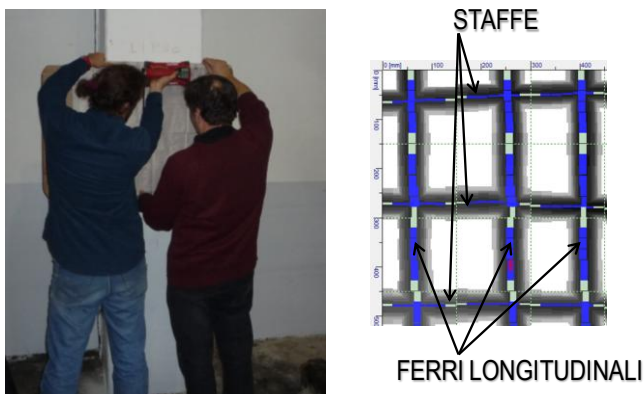


Figura 10. Utilizzo del Ferroskan ed esempio di restituzione digitale delle armature presenti.

Le prove distruttive invece sono basate sul prelievo di campioni di calcestruzzo direttamente dagli elementi strutturali mediante apposita strumentazione (carotatrice elettrica munita di corona diamantata raffreddata ad acqua) e sulla successiva prova di schiacciamento dei campioni in laboratorio per la determinazione diretta della resistenza a compressione del calcestruzzo in opera.

In situ è inoltre possibile misurare la profondità di carbonatazione mediante applicazione spray di soluzione alcolica di fenolftaleina: il calcestruzzo carbonatato non modifica il suo colore, mentre quello non ancora soggetto a tale fenomeno assume un colore rosa (fenolftaleina in ambiente alcalino).



Figura 11. Da sx verso dx: estrazione carota in situ, prova di carbonatazione e prova a compressione in laboratorio.

Per la stima della resistenza del calcestruzzo in opera a partire dalle prove di schiacciamento, è stato fatto riferimento al metodo British Standard del 1983, BS1881 "Testing Concrete. Method for determination of the compressive strength of concrete cores", utilizzando l'espressione (1):

$$R_{c,cub,eff} = R_{c,car} \cdot \frac{K_1}{1.5 + \Phi/h} \quad (1)$$

con K_1 coefficiente in relazione al tipo di perforazione (2.5 orizzontale - 2.3 verticale).

Per le prove di tipo SONREB invece, sulla base dei risultati ottenuti dalle carote di cls, è stato possibile validare opportune leggi di correlazione per la stima della resistenza cubica, direttamente ottenute con i valori osservati in situ, al fine di poter estendere i risultati di carattere distruttivo a quegli elementi per i quali è stata invece svolta unicamente la prova di tipo non distruttivo.

I risultati ottenuti da tutte le valutazioni sopra riportate hanno fornito una resistenza media cubica pari a circa $44N/mm^2$.

2.4 Diagnostica geotecnica

Per effettuare uno studio completo nei confronti della sicurezza sismica delle strutture costituenti il complesso industriale, sono state condotte indagini geotecniche volte a definire e caratterizzare il sito.

La campagna di indagini geognostiche in situ è consistita in:

- n° 1 sondaggio a carotaggio continuo spinto a profondità di circa 20m con prelievo di n° 4 campioni indisturbati da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico e con realizzazione di n° 4 prove penetrometriche dinamiche in foro (SPT);
- n° 3 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) fino a quota -20m dal piano campagna;
- n° 1 prova penetrometrica statica con piezocono e cono sismico (SCPTU) fino a -30m dal piano di campagna.

Le prove geotecniche di laboratorio condotte sui 4 campioni indisturbati e su 1 campione disturbato prelevati durante la realizzazione del foro di sondaggio in sito sono:

- n°4 determinazioni dei Limiti di Atterberg;
- n°4 determinazioni del contenuto di acqua e della massa volumica;
- n° 1 Prova Triassiale Isotropicamente consolidata e non drenata (CIU);
- n° 2 Prova di Colonna Risonante;
- n°1 Analisi Granulometrica.

Grazie ai risultati delle indagini svolte, è stato definito il modello geotecnico completo del terreno (proprietà fisico-meccaniche dei litotipi costituenti la stratigrafia) tramite l'interpretazione delle prove geotecniche in situ e di laboratorio. Il terreno risulta costituito prevalentemente da argille limose e limi argillosi, con terreno di riporto che si spinge fino a profondità di circa 1.5m. La stratigrafia è stata dettagliatamente indagata fino ad una profondità pari a 30m.

Tramite lo studio dell'andamento della velocità delle onde di taglio, misurato grazie alle SCPTU, è stato inoltre possibile definire la categoria di sottosuolo, in ottemperanza alle indicazioni delle NTC 2008: la $v_{s,30}$ si attesta su un valore prossimo ai 200m/s e conseguentemente la categoria di sottosuolo è assimilabile alla C, secondo le indicazioni contenute nella Tab. 3.2.II delle NTC 2008.

Tutte le informazioni di carattere geotecnico ricavate dallo studio ed interpretazione dei risultati delle prove svolte rappresentano la base per le successive analisi di risposta sismica locale, verifica del rischio di liquefazione e valutazione della capacità portante dei sistemi di fondazione, considerando anche le verifiche a ribaltamento e scorrimento dei plinti per i lotti monopiano a destinazione industriale.

2.5 Risultati della campagna di indagine e livello di conoscenza assunto

Le indagini per la caratterizzazione meccanica dei materiali hanno fornito i seguenti risultati:

- perfetta rispondenza del costruito con la documentazione di progetto originale;
- profondità di carbonatazione nel calcestruzzo limitata, con valore medio osservato pari a circa 10mm e valore massimo pari a 22mm;
- resistenza cubica media del calcestruzzo pari a 44 N/mm²; per tale risultato sono state considerate sia le prove distruttive che non distruttive.

Per quanto riguarda invece le indagini di caratterizzazione del terreno di fondazione, sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- buona rispondenza con la documentazione preesistente relativa al progetto originale;
- determinazione delle categoria di sottosuolo e definizione dell'input sismico per il sito di indagine;
- individuazione delle proprietà fisico-meccaniche del terreno di fondazione.

Alla luce delle informazioni acquisite durante il processo di conoscenza, è stato deciso di assumere il livello di Conoscenza Accurata, LC3, con corrispondente valore del Fattore di Confidenza FC = 1.0.

3 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Col fine di ottenere un input sismico per le verifiche strutturali maggiormente correlato con le condizioni geotecniche locali del sito dove è ubicato il complesso industriale, è stato scelto di svolgere un'analisi di risposta sismica locale, considerando l'elevato quantitativo di informazioni di carattere geotecnico ottenuto dalla fase diagnostica.

L'analisi è stata condotta considerando 7 differenti accelerogrammi come input su un modello geotecnico caratterizzato dai parametri ottenuti dalla fase conoscitiva; gli strati vengono considerati con giacitura orizzontale e con propagazione delle onde sismiche esclusivamente con orientamento verticale.

Lo spettro ricavato dall'analisi di risposta sismica locale risulta avere valori sempre inferiori a quelli ricavati secondo le indicazioni di normativa, con fattore riduttivo pari a circa 1.5.

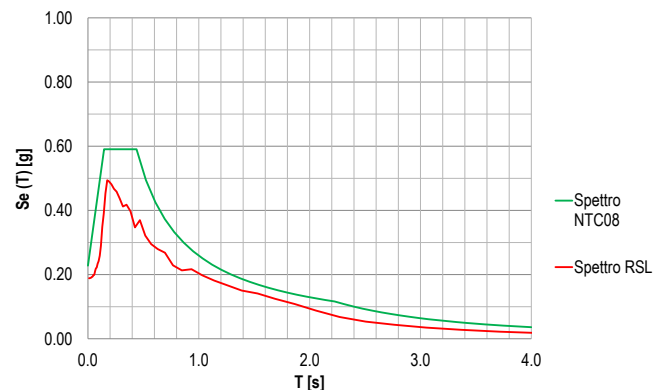


Figura 12. Confronto tra lo spettro elastico di normativa (NTC 2008) e lo spettro ottenuto dall'Analisi di Risposta Sismica Locale.

4 MODELLAZIONE STRUTTURALE

La modellazione è stata svolta in campo lineare, mediante l'utilizzo del codice di calcolo SAP2000® v. 15, mediante costruzione di modelli tridimensionali, sui quali sono state svolte analisi dinamiche lineari, utilizzando come spettro di risposta associato, quello derivante dall'analisi di risposta sismica locale.

Per i lotti a destinazione industriale, caratterizzati da coperture costituite da profili alari in semplice appoggio su travi di copertura, sono state svolte modellazioni di confronto, considerando i profili alari come semplicemente incernierati (mediante cerniera sferica) nel modello di riferimento, e valutando l'impatto dell'assunzione di un vincolo di cerniera cilindrica ad asse orizzontale, rappresentativo del comportamento rigido della connessione profilo alare-trave di copertura nel piano orizzontale.

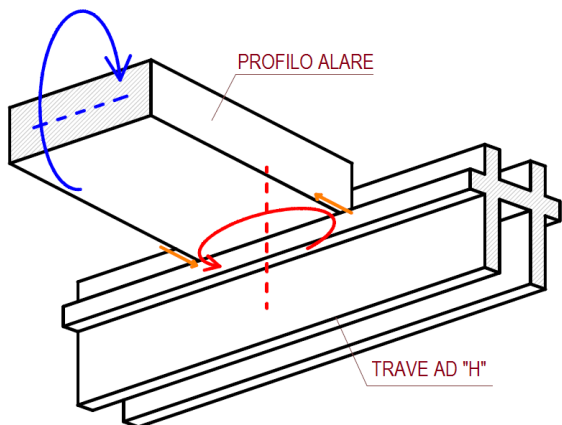
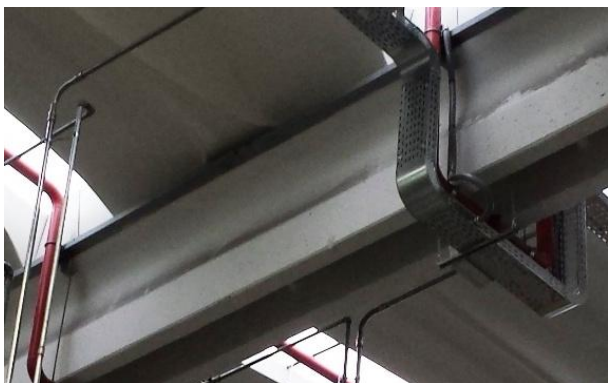


Figura 13. Schema della connessione profilo alare - trave di copertura ad "H".

Il tipo di cerniera assunto tra i due elementi della copertura influenza il comportamento strutturale dei modelli: infatti, la trasmissione del momento nel piano orizzontale rende la copertura maggiormente rigida, assicurando collaborazione tra i telai longitudinali; viceversa, l'ipotesi di cerniera di tipo sferico, e conseguentemente l'assenza di trasmissione del momento nel piano orizzontale, rende ciascun telaio indipendente dagli altri, facendo venire meno l'ipotesi di piano rigido.

La trasmissione di tale momento è demandata ai contributi di attrito ed ingranamento tra le superfici di contatto, oltre al contributo a taglio dei collegamenti metallici, fissati ai lati della testa dei profili alari.

Le modellazioni proposte rappresentano due schemi limite del comportamento del collegamento profilo alare-trave di copertura:

- per azioni sismiche di modesta entità, risulta ragionevole supporre che i contributi di attrito, coesione e resistenza delle connessioni metalliche, riescano ad assicurare la trasmissione dei momenti nel piano orizzontale, facendo assumere alla copertura un comportamento rigido;
- per terremoti severi invece, tali contributi possono risultare non sufficienti e, nella condizione ultima, è ragionevole supporre che tutti i profili alari siano scollegati a momento nel piano orizzontale.

Sono state inoltre eseguite modellazioni di confronto per valutare l'influenza delle tamponature di tipo orizzontale sul comportamento strutturale: queste sono collocate esternamente ai pilastri e risultano collegate agli stessi mediante connessioni metalliche, aventi capacità di trasmissione del taglio finita. Al fine di valutare l'effetto di tali elementi, sono stati realizzati:

- modelli con contributo delle pannellature orizzontali solo in termini di massa;
- modelli con contributo delle pannellature orizzontali sia in termini di massa che di rigidità, con elementi aggiuntivi verticali rappresentanti le pannellature, collegati alla struttura mediante elementi elastici, caratterizzati da capacità resistenti e deformative coerenti con i risultati di campagne di sperimentazione svolte sui sistemi di fissaggio.

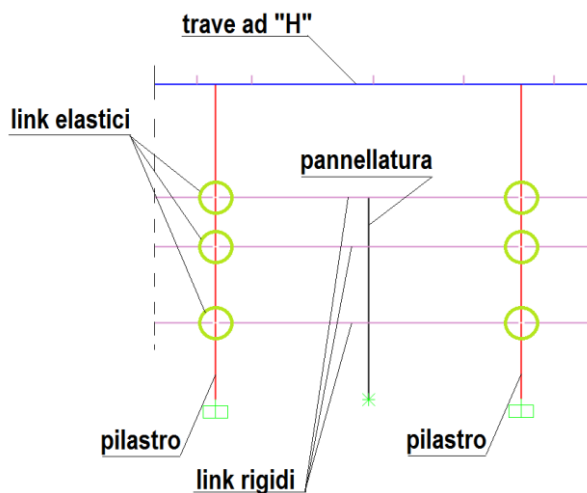


Figura 14. Schema di modellazione delle tamponature.

In definitiva, sono quindi stati realizzati quattro differenti modelli per ciascun lotto a destinazione industriale:

- modelli con cerniera sferica con e senza tamponature modellate (denominati mod. C.S.-c.t. e mod. C.S.-s.t.);
- modelli con cerniera cilindrica con e senza tamponature modellate (denominati mod. C.C.-c.t. e mod. C.C.-s.t.).

Nelle seguenti valutazioni, sono stati assunti come modelli di riferimento quelli con cerniera di tipo sferico, senza contributo in rigidezza delle tamponature (C.S.-s.t.).

Il lotto pluripiano invece, caratterizzato da solai rigidi (vista la presenza di lastre prefabbricate e soletta di completamento), e vista la presenza di finestre a nastro su tutto il perimetro, presenta una unica modellazione, vista l'assenza di variabilità di risposta sia dei solai che delle tamponature.

5 ANALISI MODALE: CONFRONTI

I lotti a destinazione industriale mostrano comportamenti dinamici analoghi, differenziati unicamente dalle peculiarità che li caratterizzano; in particolare, prendendo a riferimento il lotto 2, caratterizzato da una elevata regolarità strutturale, si ha che il lotto 1, vista la presenza di una zona soppalcata in zona nord, presenta un comportamento maggiormente irregolare, così come il lotto 3, caratterizzato dalla presenza di un carroponte, oltre che dalla disposizione delle tamponature solo su due lati ortogonali del perimetro.

Si riportano le tabelle, deformate e confronti relativi al lotto 2, rappresentativi del comportamento dei tre lotti industriali.

Tabella 1. Risultati analisi modale lotto 2 - mod. C.S.-s.t.

Modo	T [s]	Ux	Uy
1	2.82	23%	0%
2	2.82	23%	0%
3	2.66	0%	75%

Le prime due forme modali sono relative ai singoli telai longitudinali, mentre la terza riguarda tutta la struttura, che non mostra comportamento a piano rigido (Figura 15).

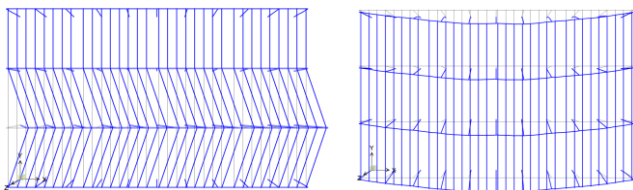


Figura 15. Lotto 2 - mod. C.S.-s.t.: 1° (sx) e 3° modo (dx).

I periodi risultano elevati visto lo schema strutturale, approssimabile ad una mensola di

altezza pari a 10m e sezione 50x50cm, con massa in testa pari a circa 200m² di copertura e calcestruzzo fessurato, con modulo elastico pari a $E_{fess}=16000N/mm^2$.

Il modello con cerniera cilindrica sui profili alari, senza tamponature modellate (mod. C.C.-s.t.) risulta invece caratterizzato da comportamento di piano rigido, con i primi due modi di vibrare capaci di attivare circa l'87% di massa in entrambe le direzioni, con periodi che scendono a 2.60s.

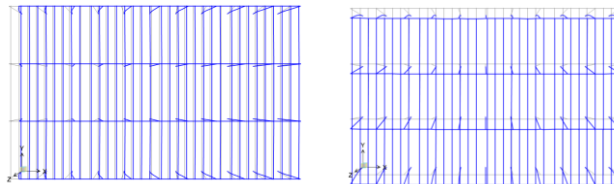


Figura 16. Lotto 2 - mod. C.C.-s.t.: 1° (sx) e 2° modo (dx).

La modellazione della rigidezza delle tamponature per il caso in esame (lotto 2, caratterizzato da pannellature orizzontali solo sui lati lunghi) risulta influente unicamente sul periodo del modo di vibrare in direzione longitudinale, che passa da 2.60s a 2.20s, visto che si mantiene la simmetria strutturale (mod. C.C.-c.t.); la direzione trasversale invece non viene influenzata da tale scelta di modellazione.

L'ultima modellazione svolta, C.S.-c.t., risulta analoga al modello di riferimento C.S.-s.t., con unica differenza consistente in periodi più contenuti per i modi che interessano i soli telai longitudinali esterni.

Nel caso del lotto 3 invece, caratterizzato dalla presenza di tamponature non simmetriche, l'inserimento della rigidezza delle stesse (mod. C.C.-c.t.) porta a forme modali irregolari, mentre quello senza tamponature (mod. C.C.-s.t.) risulta più regolare (Figura 17 e Figura 18).

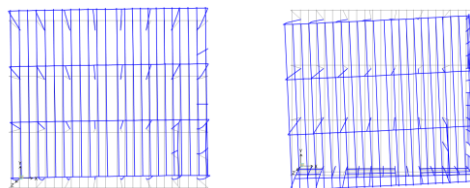


Figura 17. Lotto 3 - confronto tra mod. C.C.-s.t. (sx) e mod. C.C.-c.t. (dx): 1° modo.

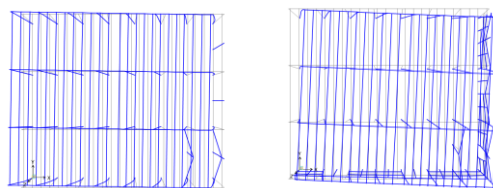


Figura 18. Lotto 3 - confronto tra mod. C.C.-s.t. (sx) e mod. C.C.-c.t. (dx): 2° modo.

Tutte le forme modali significative riscontrate nelle diverse modellazioni risultano avere periodi prevalentemente nel range 2.0s-2.5s.

Per quanto riguarda il lotto 4 invece, vista la presenza di piani rigidi, si hanno i seguenti risultati modali:

Tabella 2. Risultati analisi modale lotto 4

Modo	T [s]	Ux	Uy
1	2.12	67%	0%
2	2.04	0%	68%
...
8	0.65	20%	0%
9	0.60	0%	21%

Le prime due forme modali risultano esser regolari, e con le successive forme modali intrecciate (8° e 9°), si attiva la quasi totalità della massa del sistema.

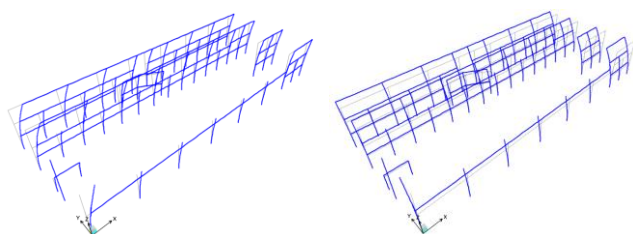


Figura 19. Lotto 4: 1° (sx) e 2° modo (dx).

6 VERIFICHE STRUTTURALI

In ottemperanza alle indicazioni delle NTC 2008, per la valutazione della vulnerabilità sismica, sono state eseguite le verifiche per ogni lotto e per ciascuna modellazione proposta:

- taglio e pressoflessione dei pilastri;
- controllo dei sistemi di collegamento tra travi e pilastri;
- verifica dei sistemi di fondazione;
- compatibilità dei giunti sismici tra i lotti;
- compatibilità di spostamento per le pannellature;
- controllo delle sollecitazioni dei collegamenti di pannellature orizzontali;

Si riporta di seguito il confronto tra i risultati ottenuti con i modelli C.S.-s.t.

In particolare per il lotto 2, caratterizzato da un'elevata regolarità strutturale, le verifiche sui pilastri, sia a taglio che pressoflessione, nel 93% dei casi hanno evidenziato fattori di sicurezza maggiori di 1.00, con $FS_{min}=0.91$.

Nel lotto 1, avente invece struttura non regolare vista la presenza di zona soppalcata, nel 53% dei casi le stesse tipologie di verifiche hanno evidenziato fattori di sicurezza compresi tra 0.60 e 1.00.

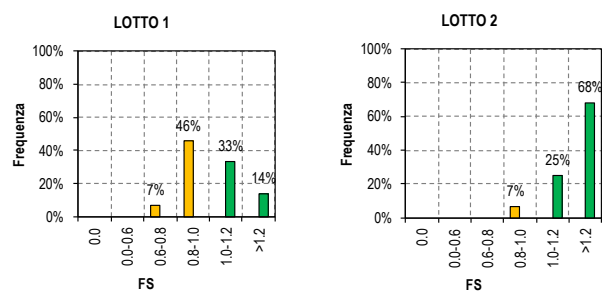


Figura 20. Istogrammi dei fattori di sicurezza minimi per le verifiche sui pilastri a taglio e pressoflessione - lotti 1 e 2.

Risultati simili al lotto 1 si riscontrano anche nei lotti 3 e 4.

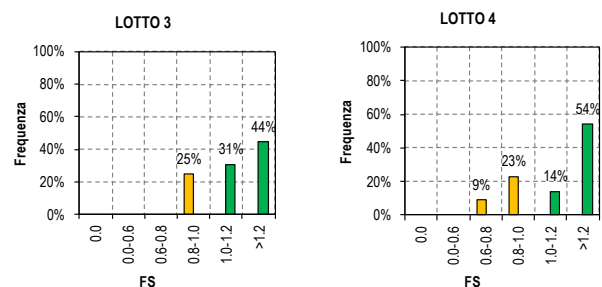


Figura 21. Istogrammi dei fattori di sicurezza minimi per le verifiche sui pilastri a taglio e pressoflessione - lotti 3 e 4.

Si nota quindi come la regolarità strutturale influenza direttamente la risposta sismica e la verifica delle strutture portanti.

Le altre modellazioni proposte per i lotti monopiano a carattere industriale (C.S.-c.t., C.C.-s.t. e C.C.-c.t.) hanno fornito quadri riassuntivi analoghi, con valori dei fattori di sicurezza distribuiti però in maniera differente sui pilastri: questo perché i modelli sono caratterizzati da differenti configurazioni di rigidità e conseguentemente la ripartizione degli sforzi impegna le strutture verticali in maniera differente. Basta pensare ai pilastri sul perimetro esterno, che nei modelli con tamponatura modellata risultano scaricati da una porzione degli sforzi, assorbita dalle tamponature stesse; è da tener presente però che la modifica dei periodi propri di vibrare influenza allo stesso tempo il calcolo delle forze sismiche in gioco.

La verifica dei sistemi di connessione tra profili alari e travi di bordo ha evidenziato, coerentemente con i risultati sopra esposti relativi agli elementi verticali, che le strutture maggiormente regolari impegnano le connessioni in maniera inferiore rispetto ai lotti maggiormente irregolari, raggiungendo in quest'ultimo caso fattori di sicurezza minimi pari a 0.70 circa.

La connessione tra travi e pilastri invece, caratterizzata da pioli metallici di diametro Ø18, risulta sempre idonea a sostenere le azioni di progetto.

Le verifiche delle fondazioni sono state svolte sia da un punto di vista strutturale per i plinti a bicchiere, utilizzando un approccio di tipo “*strut and tie*” sulla geometria del bicchiere (Bolognini et al. 2010), sia da un punto di vista geotecnico (verifica di capacità portante, ribaltamento e scorrimento): le verifiche strutturali hanno evidenziato fattori di sicurezza prossimi ma superiori a 0.60, visto il ridotto quantitativo di armatura presente nel collare superiore del bicchiere e nelle pareti verticali.

Dal punto di vista geotecnico invece, i fattori di sicurezza riscontrati risultano maggiori.

Il controllo sugli spostamenti, sia assoluti (per la verifica dei giunti sismici presenti) che relativi (per verificare la compatibilità dei sistemi di connessione delle pannellature, sia verticali che orizzontali), hanno evidenziato che:

- i giunti sismici presenti tra i lotti adiacenti non consentono in pieno gli spostamenti contrapposti dei lotti stessi in condizione ultima, ma sono tali da non causare fenomeni di martellamento per sismi di lieve entità;
- gli spostamenti relativi delle pannellature risultano superiori alle tolleranze delle connessioni, con fattori di sicurezza non inferiori a 0.60.

Nei modelli con tamponatura è stata inoltre controllata la sollecitazione delle connessioni delle tamponature orizzontali, le quali risultano capaci di sopportare gli sforzi ottenuti dall'analisi.

7 CONCLUSIONI

La verifica di vulnerabilità sismica del complesso industriale situato nella provincia di Modena ha richiesto un attento processo di conoscenza, al fine di ottenere tutte le informazioni necessarie per la corretta modellazione delle strutture: un ruolo fondamentale è giocato dalle connessioni tra i vari componenti strutturali, le quali rappresentano i possibili punti critici delle strutture prefabbricate. Le varie modellazioni proposte hanno evidenziato differenti comportamenti dinamici, funzione dell'efficacia dei vincoli tra le travi di copertura, rendendo la stessa rigida o flessibile. Il processo di verifica strutturale ha riguardato non solamente gli elementi strutturali, ma anche i sistemi di connessione, le fondazioni e la verifica di compatibilità degli spostamenti.

Il fattore di sicurezza generale ottenuto su tutti i lotti è risultato superiore a 0.60. Ulteriori analisi non lineari sono in corso di svolgimento per confrontare i risultati finora ottenuti.

BIBLIOGRAFIA

- Biondini F., Dal Lago B., Toniolo G. (2013). Azione diaframma in strutture prefabbricate con pannelli di parete. Atti del XV Convegno dell'Associazione Nazionale di Ingegneria Sismica “L'ingegneria Sismica in Italia”, Padova 30 giugno-4 luglio 2013.
- Biondini F., Dal Lago B., Toniolo G. (2013) “Role of wall panel connections on the seismic performance of precast structures”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(4): 1061-1081.
- Belletti B., Baroni L., Gasperi A., Stocchi A. (2013), Il ruolo dei collegamenti fra elementi di copertura e travi principali nella definizione del comportamento a diaframma di edifici prefabbricati. Atti del XV Convegno dell'Associazione Nazionale di Ingegneria Sismica “L'ingegneria Sismica in Italia”, Padova 30 giugno-4 luglio 2013.
- Bolognini D., Bellotti D., Brunesi E. (2010). Proposta di un metodo di progetto di plinti a bicchiere - Progettazione Sismica 02/2010 - IUSS PRESS - Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia.
- British Standard 1983 - BS1881 - Testing Concrete. Method for determination of the compressive strength of concrete cores.
- C.M. 617/2009. Circolare Ministeriale n.° 617 del 02/02/2009. Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008.
- Ercolino M., Magliulo G., Coppola O., Capozzi V., Manfredi G. Influenza dei pannelli di tamponatura sulla risposta sismica di strutture monopiano prefabbricate. Atti del XV Convegno dell'Associazione Nazionale di Ingegneria Sismica “L'ingegneria Sismica in Italia”, Padova 30 giugno-4 luglio 2013.
- Magliulo, G., Fabbrocino, G., and Manfredi, G., 2008. Seismic assessment of existing precast industrial buildings using static and dynamic nonlinear analyses, *Engineering Structures* 30, 2580–2588.
- NTC 2008. Decreto Ministeriale Infrastrutture del 14/01/2008 - Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.
- ReLUIS 2008. Strutture prefabbricate: catalogo delle tipologie esistenti. Progetto triennale 2005/2008 DPC/ReLUIS.
- Savoia M., Mazzotti C., Buratti N., Ferracuti B., Bovo M., Ligabue V., Vincenzi L., (2012), Damage and collapses in industrial precast buildings after the Emilia earthquake. *Ingegneria Sismica: International Journal of Earthquake Engineering* 29 (2-3), 120-131.